

基于能量原理的曲线连续刚构桥抗震性能分析

刘建威^{1,2}, 罗文博³, 李德建^{1*}

(1. 中南大学 土木工程学院, 湖南 长沙 410075; 2. 长沙市规划设计院有限责任公司; 3. 湖南省交通规划勘察设计院有限公司)

摘要:为研究曲率半径、墩高等参数对大跨曲线连续刚构桥抗震性能的影响, 该文基于能量原理与双重破坏准则, 以某跨径为(81+150+81) m、曲率半径为1 500 m 预应力混凝土连续刚构桥为例, 对不同曲率半径、不同墩高下模型进行抗震性能分析。结果表明: 地震动对结构总输入能的大小既与地震动特性有关, 也与结构本身特性有关, 其中地震动特性对总输入能的影响更为明显; 曲率半径、墩高对大跨曲线连续刚构桥抗震性能有影响, 墩高对结构抗震性能的影响大于曲率半径, 且结构横桥向的抗震耗能能力大于纵桥向。

关键词: 能量原理; 曲线连续刚构; 曲率半径; 桥墩高度; 抗震性能

曲线连续刚构桥近些年正朝着更大跨径、更小曲率半径和更高墩高的方向发展, 跨径、墩高、曲率半径等对抗震性能的影响也是连续刚构桥抗震性能分析的研究方向。既有文献对大跨连续刚构桥的抗震研究多集中在强度破坏和变形破坏, 较少从能量角度出发进行抗震性能分析。该文从损伤与能量两方面对连续刚构桥进行抗震性能参数分析。

1 工程概况

平舟河大桥跨径布置为(81+150+81) m, 曲率半径为1 500 m。上部构造尺寸如图1、2所示, 柱墩为双臂薄壁墩, 承台为矩形承台。

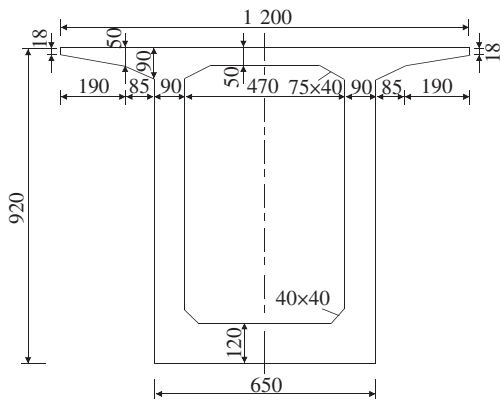


图1 墩顶梁截面构造图(单位:cm)

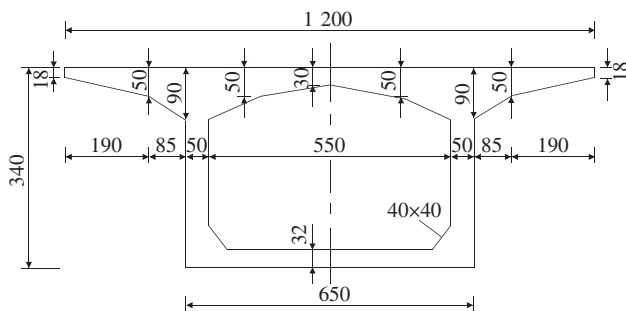


图2 跨中梁截面构造图(单位:cm)

2 理论介绍

2.1 钢筋混凝土损伤理论

地震作用下结构损伤一方面是由结构的变形产生的; 另一方面是由于结构在变形过程中对地震能量的消耗。结构相对能量方程为:

$$\int_0^t \{\dot{u}\}^T [M] \{\ddot{u}\} dt + \int_0^t \{\dot{u}\}^T [C] \{\dot{u}\} dt + \int_0^t \{\dot{u}\}^T [K] \{u\} dt = - \int_0^t \{\dot{u}\}^T [M] B \ddot{u}_g(t) dt \quad (1)$$

动能、阻尼耗能、结构变形能构成了结构的总能量, 其中变形能最终也会以阻尼或滞回耗能的形式耗散, 滞回耗能是结构地震损伤的重要原因。基于上述原理, Ang、Park 量化了综合考虑能量和位移参数的地震损伤模型:

收稿日期: 2019-09-12

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(编号: 51378504)

作者简介: 刘建威, 男, 博士研究生. E-mail: 27362631@qq.com

* 通信作者: 李德建, 男, 教授, 博士生导师. E-mail: dejianli@vip.sina.cn

$$D = \frac{\delta_m}{\delta_u} + \beta \frac{\int d\epsilon}{Q_y \delta_u} \tag{2}$$

式中： D 为构件损伤指数； δ_m 为地震下结构最大位移反应； δ_u 为极限变形； Q_y 为构件屈服或极限强度； $\int d\epsilon$ 为构件的累积滞回耗能； β 为组合参数，一般为 0 ~ 0.85，均值为 0.1 ~ 0.15，具体计算公式如下：

$$\beta = (-0.447 + 0.073\lambda + 0.24n_0 + 0.314\rho_t) \times 0.7^{100\rho_w} \tag{3}$$

式中： λ 为剪跨比，小于 1.7 时取 1.7； n_0 为轴压比，小于 0.2 时取 0.2； ρ_t 为全部纵筋配筋率，小于 0.75% 时取 0.75%； ρ_w 为体积配箍率。

震害等级与损伤指数表量化了结构破坏程度，如表 1 所示。

表 1 震害等级与损伤指数

震害等级	损伤指数	震害等级	损伤指数
基本完好	0~0.2	严重破坏	0.6~0.9
轻微破坏	0.2~0.4	倒塌	>0.9
中等破坏	0.4~0.6		

2.2 结构抗震耗能能力安全系数

结构的滞回耗能能力可由式(2)得到：

$$E_H = \int d\epsilon = \frac{1}{\beta} \left(D_0 - \frac{\delta_m^*}{\delta_u} \right) Q_y \delta_u \tag{4}$$

式中： δ_m^* 为最大位移。

D_0 确定后， E_H 可由式(4)得到。而滞回耗能在结构总耗能的占比仅与结构本身的动力特性有关。

$$E_H = \eta_H E_I \tag{5}$$

式中： η_H 为滞回耗能所占总耗能的比例； E_I 为总耗能。

滞回耗能作为结构主要的耗能，一般占总耗能的 25%~70%。将结构总耗能 E_I 定义为结构在控制条件下的有效抗震耗能能力 CA ，有：

$$CA = E_I = \frac{E_H}{\eta_H} = \frac{1}{\eta_H \beta} \left(D_0 - \frac{\delta_m^*}{\delta_u} \right) Q_y \delta_u \tag{6}$$

地震总输入能用 DM 表示：

$$DM = - \int_0^t \{ \dot{u} \}^T [M] B \ddot{u}_g(t) dt \tag{7}$$

地震动总输入能的计算可以由非线性时程分析直接积分得到，也可以由结构弹性反应的总输入能计算得出。采用弹性的方法计算地震动总输入能 DM 时，应引入修正系数进行修正：

$$DM = (1 + \eta) DM_0 \tag{8}$$

式中： η 为修正系数，建议取值 0.05； DM_0 为弹性方法

算得的地震动总输入能。

定义结构抗震耗能能力安全系数 ρ 为结构的有效抗震耗能能力与抗震耗能需求的比值，可以表示为：

$$\rho = \frac{CA}{DM} = \frac{1}{\eta_H \beta} \left(D_0 - \frac{\delta_m^*}{\delta_u} \right) Q_y \delta_u \div (1 + \eta) DM_0 \tag{9}$$

若 $\rho > 1$ ，表示结构的抗震性能满足要求；反之若 $\rho < 1$ ，则表示结构的抗震性能不足。评估流程图 3。

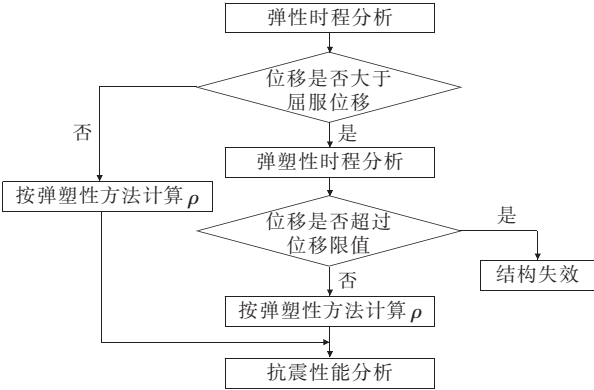


图 3 评估方法基本流程图

弹性状态下， δ_m^* 取结构屈服位移，由此得到的抗震耗能能力是一个只与结构本身属性有关而与地震特性无关的客观量，简化计算的同时也更偏安全；弹塑性状态下 δ_m^* 取结构地震作用下的最大位移，由此得到的抗震耗能能力是一个更精确、更符合实际的客观量。

3 不同参数模型的抗震性能分析

该文将对曲率半径及墩高两大参数对连续刚构桥抗震性能的影响进行分析，文中选取 $H = 58\text{ m}$ ， $R = 500、1\ 000、2\ 500、\infty$ 4 个模型及 $R = 1\ 500\text{ m}$ ， $H = 38、78、98、118\text{ m}$ 4 个模型。模型 1 为原模型，其他模型的编号具体如表 2 所示。

表 2 不同参数模型编号

模型 编号	曲率半 径/m	墩高/ m	模型 编号	曲率半 径/m	墩高/ m
1	1 500	58	6	1 500	38
2	500	58	7	1 500	78
3	1 000	58	8	1 500	98
4	2 500	58	9	1 500	118
5	∞	58			

3.1 有限元分析模型的建立

结构采用 Abaqus 建模，混凝土采用 C3D8 单元，

钢筋采用 T3D2 单元模拟,两者进行嵌入绑定。考虑结构刚度较小,对墩底直接进行固结处理,不考虑桩土效应。模型如图 4 所示。



图 4 桥梁结构有限元模型

通过选波工具选取经调幅后的 ORG—wv2 波、HYUGANADA 波,分析不同模型在最不利激励方向下不同地震波激励的地震响应。

3.2 有效抗震耗能能力计算

δ_m^* 取结构的屈服位移,屈服位移通过 Pushover 分析得到,损伤限制值取 0.9,位移限制值取 3 倍的屈服位移值。各个模型弹性状态下有效抗震耗能能力如表 3 所示。

通过对结构在各地震波不同峰值加速度及不同激励方向下的弹性时程及弹塑性时程分析,得到各模型墩顶最大位移,如表 4 所示。

表 3 各模型弹性状态下的有效抗震耗能能力

模型 编号	纵桥向				横桥向			
	δ_m^*/m	δ_μ/m	Q_y/m	$CA/(\text{kN}\cdot\text{m})$	δ_m^*/m	δ_μ/m	Q_y/m	$CA/(\text{kN}\cdot\text{m})$
1	0.38	1.76	41 334	1 146 685.2	0.28	2.06	77 574	2 813 398.1
2	0.40	1.76	41 842	1 141 496.0	0.28	2.12	85 846	3 220 214.0
3	0.40	1.76	41 413	1 129 792.4	0.28	2.08	79 481	2 915 524.2
4	0.38	1.75	41 271	1 136 378.9	0.28	2.04	76 393	2 738 882.7
5	0.37	1.73	41 202	1 126 884.2	0.27	1.98	74 995	2 612 729.0
6	0.23	0.89	60 308	793 453.2	0.12	1.17	101 161	2 174 728.4
7	0.62	2.60	31 633	1 253 658.1	0.47	3.12	64 470	3 466 376.6
8	0.93	3.49	25 822	1 317 100.5	0.73	4.33	56 131	4 099 503.0
9	1.37	4.43	21 987	1 327 173.8	1.04	5.68	50 238	4 713 574.6

注: δ_m^* 为屈服位移; δ_μ 为极限变形; Q_y 为极限强度; CA 为有效抗震耗能能力。

表 4 各模型在不同地震波下的墩顶最大位移

模型 编号	峰值	HYUGANADA 波		ORG—wv2 波	
		纵桥	横桥	纵桥	横桥
		向/cm	向/cm	向/cm	向/cm
1	0.10g	25.89	18.12	19.09	11.78
	0.15g	36.8	24.72	26.13	16.78
2	0.10g	28.56	19.62	21.08	16.16
	0.15g	42.84	29.14	31.61	23.93
3	0.10g	28.68	19.49	21.14	15.97
	0.15g	43.02	29.38	31.69	23.79
4	0.10g	28.69	19.74	21.15	15.79
	0.15g	43.08	29.66	31.71	23.61
5	0.10g	28.73	19.86	21.15	15.66
	0.15g	43.09	29.79	31.71	23.47
6	0.10g	15.74	23.69	11.3	19.61
	0.15g	23.56	34.38	16.94	29.30
7	0.10g	20.52	27.29	14.13	24.41
	0.15g	30.79	41.26	21.19	36.92

续表 4

模型 编号	峰值	HYUGANADA 波		ORG—wv2 波	
		纵桥	横桥	纵桥	横桥
		向/cm	向/cm	向/cm	向/cm
8	0.10g	17.28	15.03	9.02	11.58
	0.15g	25.92	23.10	13.52	16.79
9	0.10g	31.57	18.90	7.52	11.41
	0.15g	47.34	27.54	11.18	16.29

与各模型的屈服位移值比较可知:模型 2、3、4 在 0.15g HY 波纵、横桥向激励下进入屈服,模型 6 在 0.10g HY 波横桥向激励下、在 0.15g HY 波纵、横桥向激励下、在 ORG 波横桥向激励下进入屈服状态。这些状态下的结构抗震耗能能力按实际位移进行计算。

不同峰值地震波对不同墩高及不同曲率半径模型的能量输入历程对比曲线如图 5、6 所示(仅列出 HY 波 0.15g 峰值加速度下的对比曲线)。

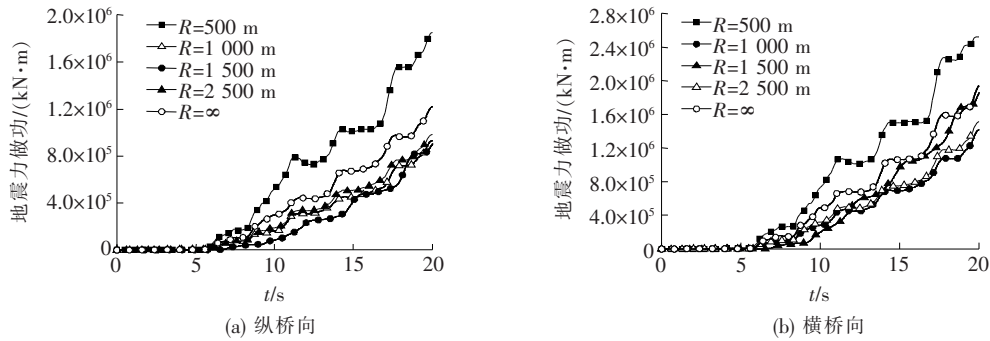


图 5 0.15g 峰值加速度下不同曲率半径模型外功历程对比曲线(HYUGANADA 波)

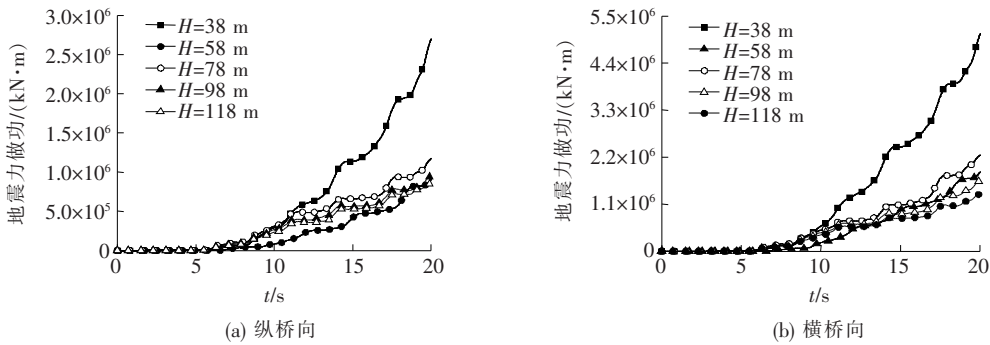


图 6 0.15g 峰值加速度下不同墩高模型外功历程对比曲线(HYUGANADA 波)

由图 5、6 可知:同等峰值加速度地震波对不同曲率半径与不同墩高模型的能量输入历程曲线有明显的差异。横桥向地震动总输入能大于纵桥向,曲率半径为 500 m 时的地震动总输入能明显大于其他半径,曲率半径为 1 500 m 时的地震动总输入能最小,HY 波下 38 m 墩高模型的地震动总输入能最大,ORG 波下

78 m 墩高模型的地震动总输入能最大。地震波特性和结构本身特性都影响着结构总输入能的大小。

该文对 9 个模型在 0.15g 下纵、横桥向的抗震耗能能力安全系数进行计算,结果如表 5 所示。在计算中,地震总输入能考虑 1.05 的修正系数。

表 5 各模型抗震耗能安全系数计算结果

模型	峰值	方向	HYUGANADA 波		ORG—wv2 波	
			地震总输入能/ (kN·m)	安全系数	地震总输入能/ (kN·m)	安全系数
1	0.15g	纵桥向	904 327.2	1.21	122 873.3	8.89
		横桥向	1 860 051.0	1.44	186 987.4	14.33
2	0.15g	纵桥向	1 854 272.0	0.57	375 691.9	2.89
		横桥向	2 521 577.0	1.20	640 353.6	4.79
3	0.15g	纵桥向	929 479.2	1.13	156 931.1	6.86
		横桥向	1 418 461.0	1.93	269 439.9	10.31
4	0.15g	纵桥向	986 078.4	1.05	160 744.7	6.73
		横桥向	1 518 120.0	1.69	286 022.3	9.12
5	0.15g	纵桥向	1 221 939.0	0.83	211 859.7	5.07
		横桥向	1 944 806.0	1.25	387 294.5	6.42
6	0.15g	纵桥向	2 698 593.0	0.28	174 034.3	4.34
		横桥向	5 087 263.0	0.31	266 186.5	7.78

续表 4

模型	峰值	方向	HYUGANADA 波		ORG—wv2 波	
			地震总输入能/ (kN·m)	安全系数	地震总输入能/ (kN·m)	安全系数
7	0.15g	纵桥向	1 170 528.0	1.02	241 277.8	4.95
		横桥向	2 247 306.0	1.47	382 870.8	8.62
8	0.15g	纵桥向	947 975.5	1.32	186 504.1	6.73
		横桥向	1 650 344.0	2.37	313 026.1	12.47
9	0.15g	纵桥向	845 899.4	1.49	174 336.3	7.25
		横桥向	1 337 957.0	3.36	295 874.3	15.17

由表 5 可知:抗震耗能安全系数最小出现在 0.15g HY 波作用下的模型 6 纵桥向,为 0.28;0.15g HY 波下模型 6 的纵、横桥向,0.15g HY 波下模型 2 的纵桥向,0.15g HY 波下模型 5 的纵桥向抗震耗能安全系数均小于 1,存在较大倒塌的风险;在各峰值加速度 ORG 波下各模型的抗震耗能安全系数均大于 1,表明结构还有较大的抗震耗能能力储备。对比不同曲率半径的模型,地震动总输入能最大出现在模型 2 ($R=500\text{ m}$),对比不同墩高的模型,地震动总输入能最大出现在模型 6($H=38\text{ m}$)。

4 结论

基于能量原理与双重破坏准则,研究了曲率半径、墩高等参数对某大跨曲线连续刚构桥抗震性能的影响,得到如下结论:

- (1) 总输入能的大小既与地震动特性有关,也与结构本身的特性相关,地震动特性对结构总输入能的影响较结构本身特性对其的影响大。
- (2) 计算得到的结构抗震耗能能力安全系数,不仅可以判断结构是否超出了抗震耗能能力,还可定量反映出耗能能力的贮备大小,同时也规避了位移验算安全但损伤超限造成的结构倒塌风险。
- (3) 高墩大跨曲线连续刚构桥抗震耗能能力随墩高的增加而增大,随曲率半径的增大而减小,横桥向的抗震耗能能力大于纵桥向;总而言之,高墩的抗震性能大于矮墩,曲线桥的抗震性能大于直线桥。

参考文献:

[1] 王会利,谢常领,秦泗凤,等.中国连续刚构桥的调查与分析[J].中外公路,2019(2).

[2] 程麦理.非规则高墩曲线桥梁抗震性能及地震灾变机理研究[D].西安建筑科技大学博士学位论文,2016.

[3] 秦昌,徐略勤,刘津成.高墩大跨连续刚构桥长周期地震响应对比研究[J].中外公路,2017(1).

[4] Park YJ, Ang H S. Mechanistic Seismic Damage Model for Reinforced Concrete[J]. Journal of Structure Engineering, ASCE, 1985, 111(4): 722—739.

[5] 鲁小会.高墩预应力连续刚构桥抗震性能分析与减隔震研究[D].重庆交通大学硕士学位论文,2017..

[6] 欧进萍,何政,吴斌,等.钢筋混凝土结构的地震损伤控制设计[J].建筑结构学报,2002(1).

[7] Chai YH, Romstad KM, Bird SM. Energy Based Liner Damage Model for High—Intensity Seismic Loading[J]. ASCE, 1995, 121(5): 857—864.

[8] 肖明葵,刘纲.结构的滞回耗能特性及其影响因素分析[C].第九届全国结构工程学术会议论文集第Ⅲ卷,2000.

[9] H. Akiyma. Earthquake—Resistant Limit—State Design for Buildings[M]. University Tokyo Press, 1995.

[10] 王艳,陈淮,李杰.曲率半径和墩高对大跨刚构桥自振特性及抗震性能的影响分析[J].世界桥梁,2014(3).

[11] He Ping. Seismic Performance Analysis of Continuous Rigid Frame Bridge with High—Piers and Long—Span [J]. Advanced Materials Research, 2017, 3 696(2 134): 902—907.

[12] Qinye Hong, Zhenjie Liu. The Elastic—Plastic Seismic Response Analysis of the Long Span Combined Highway and Railway Continnous Rigid Frame Bridge[C]. International Conference of Logistics Engineering and Management. 2014, 10: 557—562.

[13] 李金华,罗文博.基于双重破坏准则的高墩大跨曲线连续刚构桥抗震性能研究[J].中外建筑,2018(9).

[14] 龙刚.山区高速公路高墩大跨连续梁桥桥墩抗震性能评估方法研究[D].中南大学硕士学位论文,2006.